بررسی تأثیر اجرای اجزای مرزی در بهبود عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی پیش‌قالب‌بندی شده★

ابوذر جعفری[۱]		بهروز حسنی[۲]

چکیده *بررسی اثر محصورشدگی بتن بر عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی که با روش قالب‌بندی ماندگار ساخته می‌شوند، موضوع این مقاله است. به این منظور چند مدل ساختمانی با ارتفاع‌های مختلف و آرایش یکسان دیوارها، با و بدون در نظر گرفتن اثر محصورشدگی (اثر اجرای المان‌های مرزی)، مورد مطالعه قرار گرفته است. برای انجام مطالعات با به کارگیری نرم‌افزار PERFORM 3D، رفتار غیرخطی این سازه‌ها توسط اجزای محدود پوسته‌ای چندلایه‌ی دارای مقاطع الیافی مدل شد. در مدل اجزای محدود این مقاطع از دو نوع الیاف بتنی محصور شده و محصور نشده، برای مطالعه‌ی این اثر استفاده گردید. پس از مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی، عملکرد هر یک از نمونه‌ها در دو سطح خطر تعیین شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که اجرای عناصر مرزی در این سیستم‌ها نه به‌طور چشمگیر بلکه تنها اندکی عملکرد لرزه‌ای را بهبود می‌بخشد؛ اما عامل محصورشدگی می‌تواند به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای پارامترهایی چون نسبت شکل‌پذیری، بیشینه مقاومت محتمل و میزان اتلاف انرژی اعمال شده به سازه را افزایش دهد و رفتار لرزه‌ای این سیستم‌های سازه‌ای را بهبود بخشد.*

واژه‌های کلیدی طراحی مبتنی بر عملکرد، سیستم دیوار باربر ، محصورشدگی بتن، مدل‌سازی رفتار غیرخطی.

Effect of the boundary elements on the seismic performance of permanent shuttering concrete panel structures

A. Jafari		B. Hassani

Abstract *Study of the effect of confinement of concrete on the seismic performance and behavior of permanent shuttering concrete panel structures is the subject of this paper. For this purpose, a few building models with different heights, but similar planar layout of walls, with and without considering the effect of confinement, i.e. execution of boundary elements, are taken into consideration. For this study, the PERFORM 3D software is employed for the modeling of nonlinear behavior of these structures by the possibility of using a multi layer shell element with fiber sections. For finite element modeling of these sections two types of concrete fibers, confined and non-confined, are employed. After modeling and carrying out nonlinear analyses, performance of each of specimens at two different risk levels is determined. The obtained results indicate that although execution of the boundary elements in these structural systems does not considerably improve the seismic performance but the confinement is a major factor in improving some parameters such as ductility, the probable maximum strength and the loss of energy that have a positive influence on the seismic performance of the structure.*

Key Words Performance Based Design, Bearing Wall System, Concrete Confining, Modeling of Nonlinear Behavior.

★تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۱۱/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۲/۱۵ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده‌ی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان.

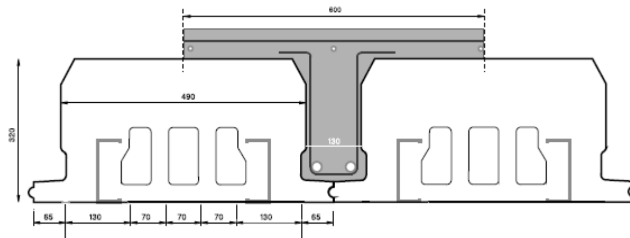
(۲) نویسنده‌ی مسؤول، دانشیار دانشکده‌ی مکانیک، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

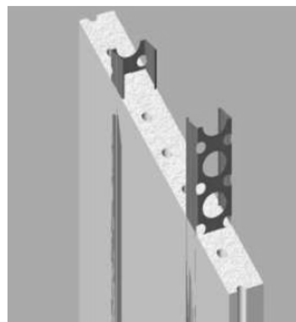
یکی از روش‌های ساخت و ساز که در چند دهه‌ی اخیر رو به توسعه می‌باشد، ساختمان‌سازی به روش قالب‌بندی ماندگار (Permanent Shuttering System) است. این روش یک روش نیمه پیش‌ساخته برای ساخت سازه‌های بتن‌آرمه است. اساس این سیستم استفاده از سازه‌ی بتن‌آرمه‌ی باربر در سقف و دیوار ساختمان و پارتیشن‌های پلی‌استایرن مسلح سبک، برای تیغه‌های غیرباربر می‌باشد. در این سیستم دیوارها در قالبی از پانل‌های پلی‌استایرن مسلح با مش‌های میلگرد بتن‌ریزی می‌گردند و قالب سقف‌ها نیز از پلی‌استایرن مسلح به صورت مجوف ساخته می‌شوند. کل پانل‌های دیواری، سقفی و پارتیشن‌ها در کارخانه آماده می‌شوند و برای نصب به محل اجرا حمل می‌گردند و پس از بتن‌ریزی در محل کارگاه، یک سازه بتن مسلح یکپارچه را تشکیل می‌دهند(شکل شماره‌ی ۱). در این سازه‌ها اعضای قابی باربر، نظیر تیر یا ستون، وجود ندارند و باربری ثقلی و جانبی تنها به‌وسیله‌ی دیوارها انجام می‌شود [1]. با توجه به بررسی‌های انجام گرفته بر روی این سیستم‌های سازه‌ای به‌خوبی روشن است که به‌علت یکپارچه بودن ساختار پانل‌های دیوار باربر در این سیستم‌ها و وجود میلگردهای عرضی و قطری مابین صفحات پلی‌استایرنی در لبه‌های پانل‌های دیوار امکان اجرای المان‌های مرزی نیست و وجود این نقص باعث می‌شود تا تامین سطوح بالای شکل‌پذیری در آن‌ها به‌سادگی صورت نگیرد. این مطلب در حالیست که انجام چند تغییر ساده در این پانل‌ها حتی در زمان نصب آن‌ها برای ساخت بنا این امکان را می‌دهد تا اجرای جزئیات مربوط به المان‌های مرزی به‌سادگی انجام شده و رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری از این سازه‌ها به‌دست آید [۲ و۳].

در این مقاله منظور از المان‌های مرزی، اجزایی در امتداد لبه‌ی دیواره‌هاست که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می‌شوند و با اجرای این المان‌ها امکان محصورسازی بتن به‌وجود می‌آید. در خصوص تغییراتی که در رفتار بتن، به‌خاطر آرماتورگذاری و خصوصاً آرماتورهای عرضی که باعث ایجاد محصورشدگی می‌شوند، تحقیقات بسیاری انجام شده و مدل‌های متعددی برای تنش -کرنش بتن محصورشده ارائه شده است که در همه‌ی آن‌ها افزایش مقاومت و افزایش حداکثر کرنش قابل تحمل بتن در نظر گرفته شده است [٦-٤]. با محصور کردن بتن، رفتار آن در مقایسه با بتن نامحصور تغییر می‌کند و این تغییر رفتار موجب تغییر قابل تأملی در رفتار غیرخطی کل ساختمان می‌شود. مطالعاتی بر روی این سیستم‌ها و سیستم‌های دال و دیوار دارای تشابه سازه‌ای با پژوهش بر روی سطوح عملکردی سیستم‌های پانلی و دال و دیوار با شکل‌پذیری معمولی و متوسط [۷ و ۸] و ارزیابی رفتار لرزه‌ای آن‌ها [۹] انجام شده است اما پژوهشی در خصوص شناخت میزان تأثیر اجرای المان‌های مرزی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌هایی از این دست کم‌تر مورد توجه قرار گرفته است. برای دستیابی به این مهم، در این مقاله پس از درنظرگرفتن سازه‌ای نسبتاً واقعی با سیستم پانلی بتن‌مسلح با پلان متقارن و ساده‌سازی آن به‌منظور سهولت مطالعات، طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها در ٦، ۹ و ۱۲ طبقه در دو گروه با و بدون لحاظ کردن اثر اجزای مرزی براساس آیین‌نامه‌ی ACI 318-05 [10] و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۱] در نرم‌افزار ETABS صورت گرفته است. در مرحله‌ی بعد، پس از انتخاب نرم‌افزار مناسب دارای قابلیت تحلیل غیرخطی المان‌های پوسته‌ای بتنی (PERFORM 3D)، سازه‌های پانلی طراحی‌شده مجدداً در این نرم‌افزار مدل‌سازی گردیده و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی آن‌ها انجام شده است. پس از آن تحلیل آسیب‌پذیری و کنترل معیارهای پذیرش برمبنای تحلیل‌های غیرخطی برای دو سطح خطر لرزه‌ای ٤۷۵ و ۲٤۷۵ ساله و در سه سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) انجام شده است.


(الف) المان دیوار باربر



(ب) المان پانل سقفی

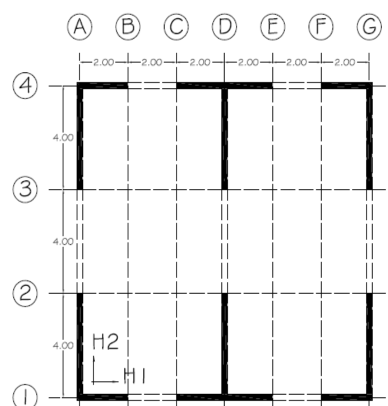

(پ) المان پارتیشن

شکل ۱ عناصر مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای در سیستم قالب‌بندی ماندگار

مدل‌های مورد مطالعه

در این پژوهش همه‌ی مدل‌ها به‌صورت متقارن با پلان مربع شکل به ابعاد ۱۲×۱۲ متر انتخاب شده‌اند، که از ترکیب دیوارهایی با اشکال T و L به‌وجود می‌آیند. در طراحی مدل‌ها، این سیستم ساختمانی از نوع دیوارهای باربر قلمداد شده است و با توجه به ساختار پانل‌ها، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی آن از نوع دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی فرض می‌شود. با توجه به نوع سیستم باربر جانبی، حداکثر ارتفاع براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ۳۰ متر می‌باشد که در آخرین مدل، برای بررسی تأثیر لحاظ نکردن این محدودیت آیین‌نامه‌ای، ارتفاع آن ۱۰ متر بیش از حد مجاز یعنی ۴۰ متر در نظر گرفته شده‌است. تیرهای کوپله کننده در تمامی مدل‌ها در هر دو جهت از ارتفاعی برابر با ۱۲۰ سانتی‌متر برخوردارند. در این مدل‌ها عرض بازشوها در دو جهت یکسان نیست و در جهت H2 ، دو برابر جهت H1 می‌باشد (شکل ۲). طراحی سازه‌ی این مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزارETABS 9.20 انجام شده‌است. سازه‌های مطالعه شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۱] و آیین‌نامه‌ی [10] ACI 318-05 تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد مدل‌های بررسی شده در این پژوهش ٦ مدل است که در دو گروه سه‌تایی با و بدون لحاظ کردن اثر اجرای اجزای مرزی مطالعه می‌شوند. تفاوت موجود در این دو گروه، استفاده از عناصر مرزی، موجود در لبه‌های پانل‌های دیوار، در سه مدل گروه دوم است. توجه به این نکته که این سیستم سازه‌ای از سطح شکل‌پذیری معمولی برخوردار است باعث می‌شود تا هیچ ضابطه‌ی خاصی برای طراحی لرزه‌ای و نیز الزامی به اجرای عناصر مرزی در این سیستم وجود

نداشته باشد و ازاین‌رو در نگاه اول اجرای این عناصر در این سیستم بی‌دلیل به‌نظر می‌رسد. اما در این تحقیق با در نظر گرفتن اثر اجرای عناصر مرزی در گروه دوم به بررسی تأثیر این عامل بر عملکرد و رفتار لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای پرداخته شده است.



شکل ۲ پلان مدل‌های مورد مطالعه

ارتفاع و نام هر یک از مدل‌ها به‌صورت زیر است :

۱- 6S-U: با ارتفاع معادل ۲۰ متر و محصورشدگی لحاظ نشده.

۲- 6S-C: با ارتفاع معادل ۲۰ متر و محصورشدگی لحاظ شده.

۳- 9S-U: با ارتفاع معادل ۳۰ متر و محصورشدگی لحاظ نشده.

٤- 9S-C: با ارتفاع معادل ۳۰ متر و محصورشدگی لحاظ شده.

۵- 12S-U: با ارتفاع معادل ٤۰ متر و محصورشدگی لحاظ نشده.

۶- 12S-C: با ارتفاع معادل ٤۰ متر و محصورشدگی لحاظ شده.

مدل‌سازی رفتار غیرخطی

به‌منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی و تیرهای همبند مدل‌ها، از ضوابط دستورالعمل ASCE41-06 استفاده شده است [12]. با توجه به این دستورالعمل دیوارها در هر دو جهت لاغر و رفتار غیرخطی آن‌ها کنترل شونده با خمش خواهد بود. برای مدل‌سازی رفتار دیوارها از مدل اجزای محدود با المان‌های پوسته‌ای چندلایه استفاده می‌شود. در این پژوهش با استفاده از مقاطع موسوم به الیافی(Fiber section)، که می‌تواند برای تعریف سطح مقطع عرضی هر المان استفاده شود، مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارها انجام گرفته است. برای این کار با به‌کارگیری یک چیدمان صحیح از الیاف بتنی و فولادی که می‌تواند از انواع مختلفی باشد و رفتار هر یک از آن‌ها به‌صورت نمودارهای تنش-کرنش با دقت بالایی تعریف شده‌اند، سطح مقطع هر المان مدل‌سازی می‌شود. سپس با استفاده از این المان‌ها در لایه‌های مختلف، لایه‌ی مربوط به الیاف فولادی، لایه‌ی مربوط به الیاف بتنی و در نهایت لایه‌ی مربوط به رفتار برشی بتن، که هر یک بیانگر یکی از خواص مکانیکی و رفتاری بتن مسلح است، آن‌ها را به‌صورت موازی به یکدیگر متصل و رفتار کلی یک دیوار را مدل‌سازی می‌کنیم. برای مدل‌سازی رفتار دیوارهای لاغر، از المان‌های دیوار برشی(Shear Wall Element) [13] نرم‌افزار PERFORM 3D Ver 4.01، استفاده می‌شود و در مورد رفتارهای خمشی و برشی در این دیوارها از المانی که ترکیبی از دو لایه‌ی خمشی- محوری و برشی است، استفاده شده است. این لایه‌ها در گره‌های المان‌ها به یکدیگر متصل می‌شوند و به‌صورت لایه‌هایی موازی با هم عمل می‌کنند. در این پژوهش از سه نوع لایه برای مدل‌سازی رفتار دیوارها استفاده شده که شامل لایه‌ی خمشی- محوری بتنی، لایه‌ی خمشی- محوری فولادی و لایه‌ی برشی بتن است.

خواص الیاف بتنی و فولادی. براساس نتایج و آزمایش‌های مختلف، کاپوس [14] رابطه‌ی تنش- کرنشی را برای بتن محصور و بتن غیرمحصور ارائه داده

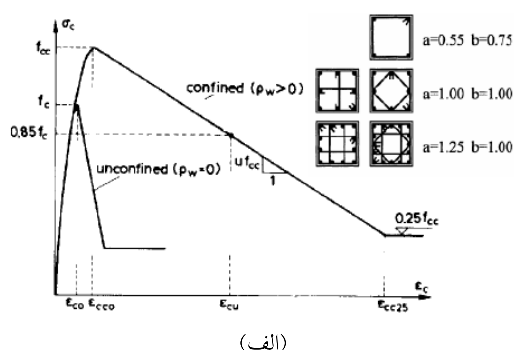
است که در شکل (۳-الف) نشان داده شده است. برطبق مدل پیشنهادی کاپوس، منحنی تنش-کرنش تک‌محوری بتن از دو بخش تشکیل شده است. شاخه‌ی صعودی تا مقاومت فشاری حداکثر با استفاده از رابطه‌ی (۱) تعریف می‌شود که در آن f_c مقاومت فشاری بتن غیرمحصور و ε_{co} مقدار کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن غیرمحصور است. شاخه‌ی نزولی یا نرم‌شوندگی کرنش به صورت یک خط راست است که با نرخ u در هر واحد کرنش کاهش می‌یابد و این پارامتر با استفاده از معادله‌ی (۲) تعریف می‌شود. در این معادله f_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور، ρ_w نسبت حجمی فولادهای عرضی، b_c عرض هسته بتن محصور، s_w فاصله‌ی فولادهای محصورکننده، k شاخص محصورشدگی است که با استفاده از معادله‌ی (۳) محاسبه شده است و ε_{cco} کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن محصور می‌باشد.

$$\sigma_c = f_c\left[2(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}) - (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}})^2\right] \qquad (۱)$$

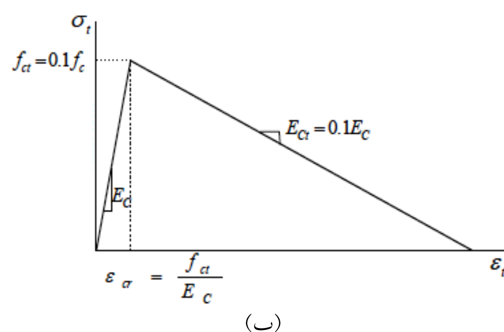
$$u = \frac{0.5f_{cc}}{0.75\rho_w\sqrt{b_c/s_w} + \frac{3+0.29f_c/k}{145f_c/k-1000} - \varepsilon_{cco}} \qquad (۲)$$

$$k = 1 + a(\rho_w \frac{f_y}{f_c})^b \qquad (۳)$$

مقدار k به ρ_w، مقاومت تسلیم فولادهای عرضی، f_y، و مقاومت فشاری بتن غیرمحصور، f_c، بستگی دارد. نسبت‌های تجربی a و b توابعی از مقدار فولاد عرضی است که مقادیر آن‌ها در شکل (۳-الف) آورده شده است. هم‌چنین در این تحقیق برای مدل‌سازی رفتار بتن تحت کشش از رابطه‌ی تنش-کرنشی که توسط ماندر و همکاران [15] ارائه شده و در شکل (۳-ب) قابل مشاهده است، استفاده می‌شود. در این شکل E_c، مدول الاستیسیته‌ی بتن مصرفی است. برای مدل‌سازی پدیده‌ی ترک‌خوردگی در مقاطع دیوار، با در نظر گرفتن نقاطی که دارای پتانسیل ترک‌خوردگی یا خردشدگی بالایی هستند، مثل لبه‌ها، مساحت الیاف در این نقاط را بسیار کوچک‌تر از سایر نقاط در نظر می‌گیریم. با این‌کار در حین افزایش نیرو، الیافی که در این نقاط قرار دارند، به‌علت دارا بودن مساحت کم‌تر، به‌سرعت گسیخته یا خرد می‌شوند و پدیده‌ی ترک‌خوردگی یا خردشدگی و انتقال محور خنثای مقطع بتنی دیوار در سیکل‌های زمین‌لرزه با تقریب قابل قبولی مدل‌سازی خواهد شد. هم‌چنین لایه‌های خمشی- محوری بتنی و فولادی هر دو برای مدل‌سازی رفتار خمشی و محوری هستند و الیاف لایه‌های خمشی- محوری بتنی و فولادی صرفاً برای ارتفاع دیوار می‌باشند و در دو جهت دیگر، یعنی در طول دیوار و در امتداد عمود بر صفحه‌ی دیوار(Out of plane) مقطع الاستیک فرض می‌شود. لازم به ذکر است که در نواحی مرزی دیوارها، لبه‌های دیوار که با استفاده از آرماتورهای عرضی محصور کننده مسلح شده‌اند، با توجه به کیفیت محصورشدگی تأمین شده به‌وسیله‌ی آرماتورهای عرضی تعبیه شده برای این منظور، از الیافی که در شکل (۳-الف) با منحنی Confined مشخص شده استفاده می‌کنیم. در مورد سایر نقاط که محصورشدگی در آن وجود ندارد از الیافی که در شکل (۳-الف) با منحنی Unconfined مشخص شده استفاده می‌شود. در مورد رفتار کششی الیاف بتنی، که در شکل (۳-ب) نمایش داده شده است، منحنی رفتار در مورد هر دو ناحیه یکسان می‌باشد. همین رویه در خصوص تفاوت الیاف فولادی استفاده شده در قسمت اجزای مرزی و سایر قسمت‌های دیوار نیز رعایت شده است. لازم به ذکر است که لایه‌ی الیاف فولادی از این نظر استثنا شده‌است و از مدل‌سازی آرماتورهای عرضی محصور کننده در آن صرف نظر کرده‌ایم، اما اثر این آرماتورها بر رفتار الیاف فولادی و بتنی و هم‌چنین اثر آن‌ها بر لایه‌ی برشی بتن به‌صورت کامل لحاظ شده است.



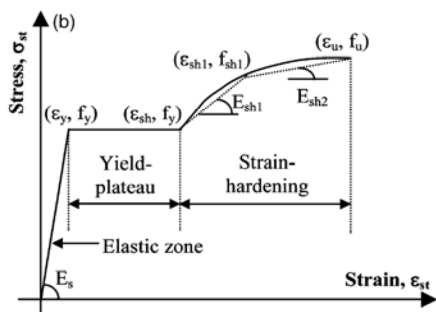
(الف)



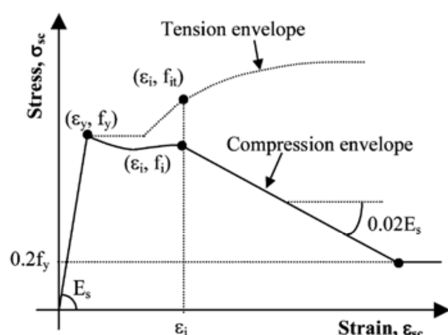
(ب)

شکل ۳ منحنی‌های تنش- کرنش تک‌محوری الیاف بتنی در حالت صرفاً فشاری [14] (الف) و صرفاً کششی [15] (ب)

برای مدل‌سازی رفتار آرماتورهای فولادی از دو نوع الیاف فولادی کمانش‌پذیر و کمانش‌ناپذیر استفاده می‌شود. در المان‌های مرزی که فاصله‌ی خاموت‌های محصورکننده به‌حدی می‌رسد که آرماتورهای طولی اجازه‌ی کمانش پیدا نمی‌کنند از الیاف فولادی کمانش‌ناپذیر و در سایر نقاط از الیاف فولادی کمانش‌پذیر استفاده می‌شود. در الیاف فولادی کمانش‌پذیر منحنی رفتار مکانیکی قسمت کششی به‌صورت شکل (٤- الف) [16] و منحنی رفتار مکانیکی قسمت فشاری آن به‌صورت پوش فشاری نشان داده شده در شکل (٤- ب) [17] است. برای الیاف فولادی کمانش‌ناپذیر، که عمدتاً در نواحی المان‌های مرزی وجود دارند، منحنی رفتار مکانیکی قسمت کششی و فشاری یکسان است و هر دو منحنی به‌صورت نشان داده شده در شکل (٤- الف) می‌باشند.



(الف)

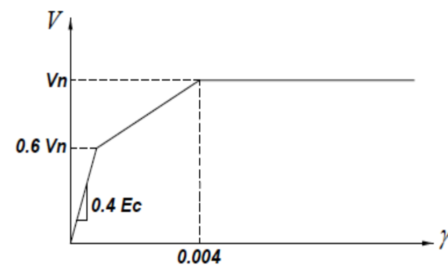


(ب)

شکل ٤ منحنی‌های تنش- کرنش تک‌محوری الیاف فولادی در حالت صرفاً کششی [16] (الف) و کششی- فشاری [17] (ب)

لایه‌ی برشی بتن. لایه‌ی سوم استفاده شده برای مدل‌سازی المان‌های دیوار، لایه‌ی برشی بتن است که فاقد الیاف می‌باشد. این لایه برای مدل‌سازی رفتار برشی در بتن مورد استفاده قرار گرفته است که در این مقاله به‌صورت غیرخطی فرض می‌شود [۹]. برای ساخت این لایه از دو پارامتر مدول برشی (G) و تنش برشی مقاوم بتن استفاده می‌شود. در تعیین ظرفیت برشی لایه‌ی برشی با توجه به دستورالعمل ASCE41-06 [12] از روش‌های موجود در آیین‌نامه‌ی ACI 318-05 [10] استفاده شده است و مقدار تنش برشی مقاوم لایه براساس پارامترهای مرتبط به آن $۱۱۰kg/cm^2$ در نظر گرفته شده است. برای تعیین مدول برشی، با فرض υ =۰/۲۵ ، مدول برشی برابر G=0.4E می‌شود، که برای مصالح بتنی در حالت ترک

نخورده تا تنش $0/6V_n$ استفاده شده است. بـرای حالـت ترک‌خورده مدول برشی قسمت غیرخطـی را برابـر ۰/۱۵ مدول برشی حالـت الاسـتیک و کـرنش متنـاظر نقطـه‌ی تسلیم مصالح برشی این لایه را ۰/۰۰۴ فـرض مـی‌کنـیم [۲]. شکل (۵) منحنی تنش برشی- کرنش برشی استفاده شده برای مدل‌سازی رفتار لایه‌ی برشی را نشان می‌دهد.

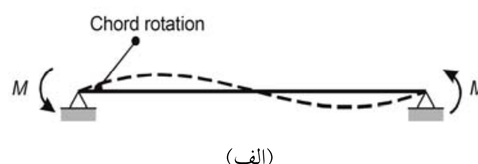


شکل ۵ منحنی رفتار مصالح برشی به‌کار رفته در لایه‌ی برشی بتن [۹]

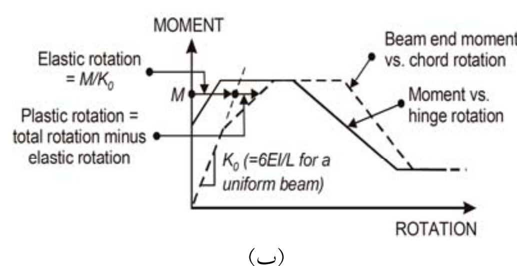
ناحیـــه‌ی پلاســـتیک دیوارهـــا. بـا توجـه بـه دسـتورالعمل ASCE41-06 [12] از آن‌جـا کـه رفتـار غیرخطی خمشـی در دیوارهـای برشـی حـاکم اسـت، میزان دوران بالای ناحیـه‌ی خمیـری، واقـع در انتهـای عضو، ملاک ارزیابی این رفتـار اسـت. در ایـن تحقیـق برای ارزیـابی میـزان دوران در دیوارهـا از المـان‌هـای دوران‌سنج نرم‌افزار استفاده شده است. این‌ها المان‌هایی چهارگرهی هستند که به گره‌های یک المان یا گروهی از المان‌های دیوار متصل می‌شوند و ارتفاع آن‌ها بـر اسـاس طول ناحیه‌ی خمیری تعیـین مـی‌شـود. در دسـتورالعمل ASCE41-06، ارتفاع ناحیه‌ی پلاسـتیک را برابـر نصـف طول دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کم‌تر باشد، در نظـر مـی‌گیرنـد. در تعیـین طـول ناحیه‌ی پلاستیک اگر تیرهای کوپله کننده بتوانند دو دیوار مجاور هم را به‌صورت کامل به‌هم کوپل کنند، طول دیوار را می‌توان برابر مجموع طول دیوارهای کوپله شده در نظر گرفـت. چیـدمان آرماتورهـای موجـود در پانـل‌هـای پـیش‌سـاخته امکـان اجـرای آرماتورهـای قطـری و خاموت‌گذاری ویژه را نمی‌دهند. با در نظـر گـرفتن ایـن موضوع، تیرهای کوپلـه مـدل‌هـای مـورد بررسـی دارای ظرفیت مقاومتی و شکل‌پذیری کافی برای کوپل کردن دو دیوار مجاور هم نیستند. لذا هم در طراحی اولیه‌ی سازه و هم در مدل‌سازی رفتار غیرخطی آن‌ها، فرض شده اسـت که هر یک از دیوارها به‌صورت مسـتقل از دیـوار مجـاور عمل می‌کند. با توجه به مطالب گفته شده، طول هر دیوار در هر جهت مستقل در نظر گرفته شـده اسـت و ارتفـاع ناحیه‌ی پلاستیک در هر دیوار برابـر نصـف طـول همـان دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کم‌تر باشد، لحاظ می‌شود.

مدل‌سازی غیرخطی در تیرهای کوپله کننـده. بـرای مدل‌سازی رفتار غیرخطی در این تیرهـا هـر دو رفتـار غیرخطی محتمل که رفتار غیرخطی خمشـی و برشـی است در آن‌ها لحـاظ مـی‌شـود. در مـدل‌سـازی رفتـار خمشی در تیرهای کوپله بـه‌جـای اسـتفاده از مفاصـل پلاسـتیک از اجـزای تیـر FEMA (FEMA Beam Element) استفاده می‌شود. اساس کار در این اجزا مدل دوران میلـه (Chord Rotation Model) اسـت کـه در شکل (٦- الف) نشان داده شده است. مطلب کلیدی در مورد این مدل آن است که رابطه‌ی نیـرو- تغییرشـکل، به‌صورت لنگر دورانـی انتهـای عضـو در مقابـل دوران انتهای عضو است. با توجه به شکل (٦- ب) که بیانگر رابطه‌ی لنگر انتهایی عضو در مقابل دوران عضو است، می‌توان دید که سـختی اولیـه‌ی تیـر بـا فـرض وجـود نقطه‌ی عطف آن در وسط، برابـر بـا $6EI/L$ اسـت و پس از آن رفتار غیرخطی اسـت. اساسـاً در ایـن مـدل فرض بر آن است که نقطـه‌ی عطـف در وسـط اسـت. برای برآورد دقیق‌تر رفتار تیرهای کوپله در طول تیر از دو جزء تیر FEMA استفاده می‌شود. علـت اسـتفاده از این دو جزء در یک تیر امکان وجود لنگرهای متفـاوت در دو انتهای تیر است. هم‌چنین با اینکار می‌توان مکان قرارگیری نقطه‌ی عطف را در جایی غیر از وسـط تیـر فرض کرد. در اجزای تیر FEMA ظرفیـت تغییرشـکل

به‌صورت میزان دوران میله تعریف می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله از ضوابط و جداول ارائه شده در دستورالعمل ASCE41-06 [12] استفاده شده است [13].



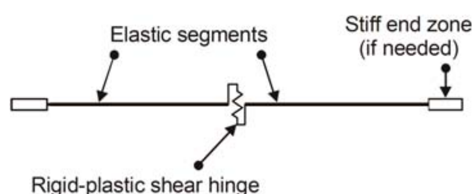
(الف)



(ب)

شکل ٦ مدل دوران عضو (الف) و لنگر انتهایی در مقابل دوران عضو در مدل دوران عضو و مقایسه‌ی آن با مدل مفصل پلاستیک (ب) [13]

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی برشی از مفاصل برشی پلاستیک صلب که در شکل (۷) نشان داده شده، استفاده می‌شود. در این مفاصل برای مدل‌سازی ظرفیت تغییرشکل مفصل از پارامتر تغییرشکل در امتداد مفصل برشی استفاده می‌شود.



شکل ۷ مدل مفصل برشی پلاستیک صلب [13]

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله از ضوابط دستورالعمل ASCE41-06 استفاده شده‌است، با این تفاوت که در رابطه‌ی مقاومت برشی اسمی در مقابل دوران به‌جای استفاده از شکل ارائه شده در این دستورالعمل که از یک رابطه‌ی خطی تا مقاومت برشی اسمی (V_n) استفاده می‌کند، از رابطه‌ای دو خطی تا مقاومت برشی اسمی استفاده شده است. رابطه‌ی نیروی برشی در مقابل دوران در قسمت اول با شیب بی‌نهایت به برشی معادل با نصف مقاومت برشی اسمی که با توجه به ضوابط ACI 318-99 محاسبه شده است رسیده و در قسمت بعدی به مقاومت برشی اسمی (V_n)، در دورانی معادل $\gamma_y = 0.004$ می‌رسد [13].

تحلیل‌های عددی

پس از انجام مدل‌سازی غیرخطی، مدل‌ها تحلیل می‌شوند. در این پژوهش دو نوع تحلیل به‌کار گرفته شده‌است؛ دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی. پس از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، منحنی‌های برش پایه در برابر تغییرمکان نسبی نقطه‌ای از بام (که در این تحقیق مرکز جرم طبقه‌ی بام گرفته شده است) به‌دست می‌آید و با استفاده از این نمودارها ارزیابی و تعیین سطح عملکرد مدل‌ها انجام می‌پذیرد. این تحلیل‌ها از نوع کنترل تغییرمکان است، بدین صورت که با افزایش یکنواخت تغییرمکان، میزان افزایش نیرو برای ایجاد آن تغییرمکان محاسبه می‌گردد و این مقدار نیرو به سازه اعمال می‌شود. برای انتخاب الگوهای توزیع بار جانبی از ضوابط دستورالعمل ASCE41-06 استفاده شده است که عبارتند از:

۱- بار معادل جانبی (Equivalent Lateral Force) ELF

۲- بار گسترده یکنواخت (Uniform Load Distribution) ULD

برای بارگذاری ثقلی نیز در هر تحلیل طبق دستورالعمل ASCE41-06 بارهای ثقلی را به دو صورت کرانه پایین و بالای بارهای ثقلی بر مدل‌ها اعمال می‌کنیم، که این ترکیبات به‌ترتیب با Q_{G1} و Q_{G2}

نمایش داده می‌شوند و هر یک از این ترکیبات با استفاده از روابط (٤) و (٥) محاسبه می‌شود:

$$Q_{G1} = 0.9\,Q_D \quad (٤)$$

$$Q_{G2} = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (٥)$$

برای تعیین سطح عملکرد مدل‌ها از روش خطی‌سازی معادل (Equivalent Linearization Procedure)، ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [18] که از اصلاح روش طیف ظرفیت به‌دست آمده، استفاده شده است. با توجه به این‌که هدف از این پژوهش تعیین سطح عملکرد تحت دو سطح خطر ۱ و ۲ دستورالعمل ASCE41-06 است، با استفاده از طیف موجود در این دستورالعمل و فرض خاک نوع II ($T_S = 0.5\,\mathrm{S}$) برای ساختگاه، تغییرمکان هدف برای دو سطح خطر محاسبه می‌شود. در تعیین سطح عملکرد مدل‌ها برای رسم طیف مربوط به سطح خطر ۱ (EPA=0.35g) و برای رسم طیف مربوط به سطح خطر ۲ (EPA=0.55g) لحاظ شده‌اند [19]. با توجه به زیاد بودن حجم اطلاعات هر یک از تحلیل‌ها در این قسمت تنها به نتایج حاصل از بارگذاری کران بالای بارهای ثقلی اشاره شده است.

در مرحله‌ی بعد تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، با هدف بررسی رفتار دقیق سازه به هنگام زلزله و با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی اعضا صورت می‌گیرد. برای انجام این تحلیل‌ها با استفاده از ضوابط مربوط به ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۱]، دستورالعمل ASCE41-06 و همچنین ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی و به‌خصوص مشخصات لایه‌های خاک محل ساختگاه از سه جفت شتاب‌نگاشت که در جدول (۱) به آن‌ها اشاره شده است استفاده می‌شود [20]. این شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به مشخصات ساختگاه و براساس ضوابط مندرج در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای دو سطح خطر ٤٧٥ ساله و ٢٤٧٥ ساله به‌طور جداگانه مقیاس شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌ها به‌صورت دو مؤلفه‌ی افقی هم‌زمان بر سازه اثر داده شده‌اند و حداکثر پاسخ‌های به‌دست آمده از این تحلیل‌ها مبنای تعیین سطح عملکرد نمونه‌ها بوده است.

جدول ۱ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

بیشینه شتاب (g) قبل از مقیاس شدن	ایستگاه ثبت موقعیت/ تاریخ	شماره‌ی شتاب‌نگاشت
0.721	24 Luceme	LCN275-AT2
0.785	Landers - 1992	LCN000-AT2
0.152	Izmit	IZT180-AT2
0.220	Kocaeli - 1999	IZT090-AT2
0.105	San Francisco	SSF205-AT2
0.056	Loma Prieta - 1989	SSF115-AT2

بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌ها

برای بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌ها ابتدا به نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی اشاره شده است. در هر یک از این نمودارها منحنی‌های ظرفیت مربوط به هر دو جهت یک مدل در دو گروه محصور شده و محصور نشده برای یکی از الگوهای بارگذاری در کرانه‌ی بالای بار ثقلی گنجانده شده است. در این نمودارها همچنین تغییرمکان نسبی هدف در هر یک از سطوح خطر ۱و ۲ و سطوح عملکردی (IO)، (LS) و (CP) به نمایش در آمده است. در منحنی‌های ظرفیت نشان داده شده، آن دسته از منحنی‌ها که با حرف "C" نمایش داده شده‌اند اشاره به گروهی از مدل‌ها دارند که در آن‌ها از بتن با مشخصات محصور شده استفاده شده است. آن دسته از منحنی‌ها که با عبارت "Un C" نمایش داده شده‌اند گروهی از مدل‌ها را نشان می‌دهند که در آن‌ها بتن معمولی بدون هیچ مشخصات ویژه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. در این نمودارها عملکرد

لرزه‌ای نمونه در سطح خطر-۱ با عبارت "PL-1" و عملکرد لرزه‌ای نمونه در سطح خطر-۲ با عبارت "PL-2" نشان داده شده‌است. سطوح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه "IO"، ایمنی جانی "LS" و جلوگیری از فروریزش "CP" نیز بر روی این منحنی‌ها نمایش داده شده‌اند.

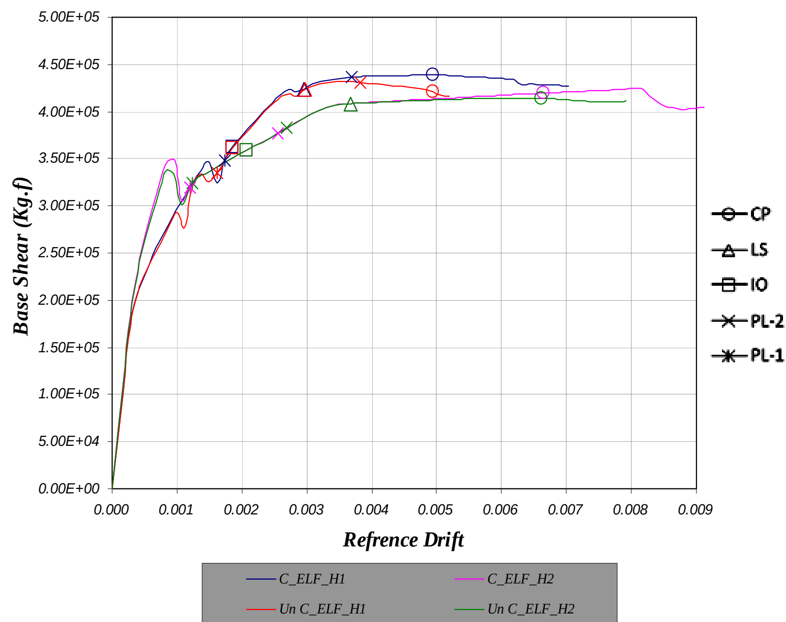
با نگاهی به شکل‌های (۸) و (۹) که مربوط به منحنی‌های نیرو- تغییرمکان مدل 6S است می‌توان مشاهده نمود که در این نمودارها و در تمامی الگوهای بارگذاری جانبی روندی یکسان بین تغییرات نمودارهای دو گروه محصور شده و محصور نشده در جریان است. در این اشکال تفاوت بین بیشینه مقاومت در نقطه‌ی پایانی نمودارهای گروه محصور شده و محصور نشده در جهت H1 که از سختی کم‌تری نسبت به جهت دیگر برخوردار است، بیش‌تر است. در این نمودارها می‌توان مشاهده کرد که نمونه‌های محصور شده از مقاومت بیشینه‌ی بالاتری، هر چند محدود، نسبت به نمونه‌های محصور نشده برخوردارند که می‌تواند نشان‌دهنده‌ی تأثیر عامل محصورشدگی بر رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها باشد. در این نمودارها با توجه به نقاط پایانی نمودارهای نیرو- تغییرمکان نمونه‌ها می‌توان مشاهده نمود که نمودارهای گروه محصور نشده در تغییرمکان نسبی بالاتری به نقطه‌ی مکانیزم خواهند رسید. این موضوع در جهت H1 بارزتر از جهت دیگر است. وجود این امر در حالی است که نمودارهای نیرو- تغییرمکان گروه محصورشده در جهت H2 دارای یک محدوده‌ی نسبتاً بزرگ زوال مقاومت است که این موضوع در نمودارهای مربوط به گروه محصور نشده به چشم نمی‌خورد. این امر در راستای H2 که از سختی بیش‌تری نسبت به جهت دیگر برخوردار است بیش‌تر است. هر چند که بیش‌تر بودن تغییرمکان نسبی نقطه‌ی مکانیزم سبب بالاتر بودن نسبت شکل‌پذیری در گروه سازه‌های محصورشده خواهد شد، اما بیش‌تر بودن محدوده‌ی افت مقاومت در نمونه‌های محصور شده سبب خواهد شد که رفتار لرزه‌ای نمونه‌های محصور شده شکل‌پذیرتر باشد و خرابی آن‌ها به‌صورت شکل‌پذیرتر و با سرعتی ملایم‌تر از گروه محصور نشده صورت گیرد.

با توجه به آن‌چه در پاراگراف قبل گفته شد می‌توان به این موضوع پی برد که عامل محصورشدگی می‌تواند بر دو عامل نسبت شکل‌پذیری و بیشینه مقاومت نقطه‌ی مکانیزم تأثیر بسزایی داشته باشد. این موضوع بر هر دو عامل فوق در هر دو جهت نمونه‌ها تأثیرگذار است و سبب افزایش آن‌ها خواهد شد که این افزایش می‌تواند به افزایش رفتار شکل‌پذیر و ضریب رفتار این سازه‌ها بیانجامد. نکته‌ی دیگری که وجود عامل محصورشدگی موجب افزایش آن خواهد شد افزایش ناحیه‌ی افت مقاومت در نمونه‌های محصورشده است که باعث به‌وجود آمدن یک شکست شکل‌پذیرتر در مدل‌های گروه محصور شده نسبت به گروه دیگر خواهد شد.

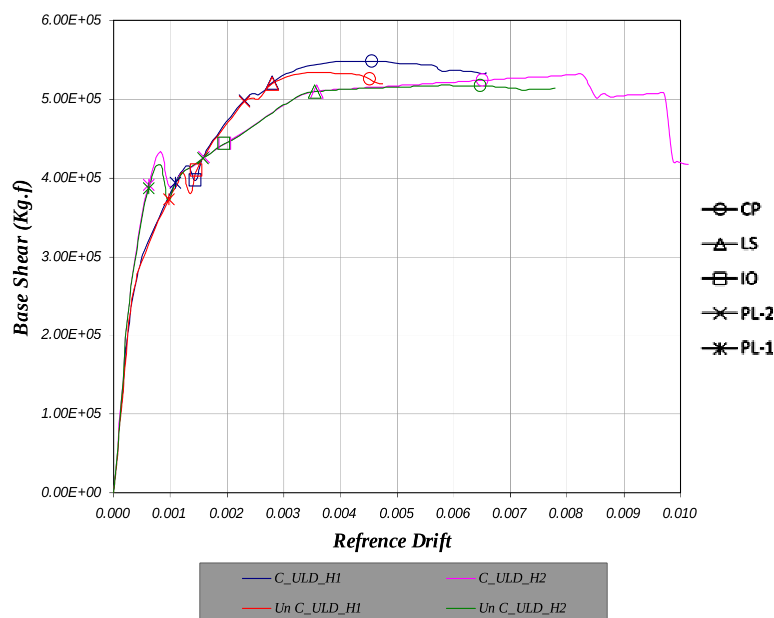
با نگاهی به تغییرمکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییرمکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) است و هم‌چنین سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) بالاتر از سطح عملکرد جلوگیری از فرو ریزش (CP) است که می‌تواند عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را به‌طور کامل برآورده سازد.

با توجه به اشکال (۱۰) و (۱۱) که مربوط به منحنی‌های نیرو- تغییرمکان مدل 9S است، می‌توان مشاهده نمود که بیشینه مقاومت مربوط به نقطه‌ی مکانیزم در جهت H1 نمونه‌ی محصورشده بالاتر از نمونه‌ی محصور نشده است، که این موضوع در جهت دیگر به چشم نمی‌خورد. در این جهت هم‌چنین

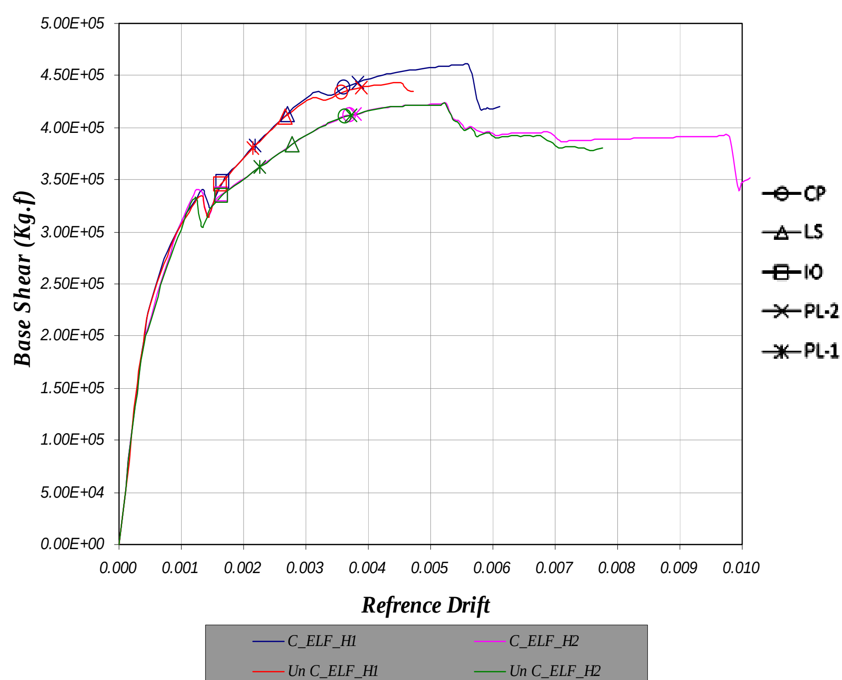
می‌توان مشاهده کرد که تغییر مکان نسبی نقطه‌ی مکانیزم در نمونه‌ی گروه محصورشده بیش‌تر از گروه محصورنشده است که این موضوع باعث بالاتر رفتن نسبت شکل‌پذیری و متعاقباً بالاتر بودن ضریب رفتار این نمونه‌ها در این راستا خواهد شد و به رفتاری شکل‌پذیرتر در این نمونه‌ها می‌انجامد.



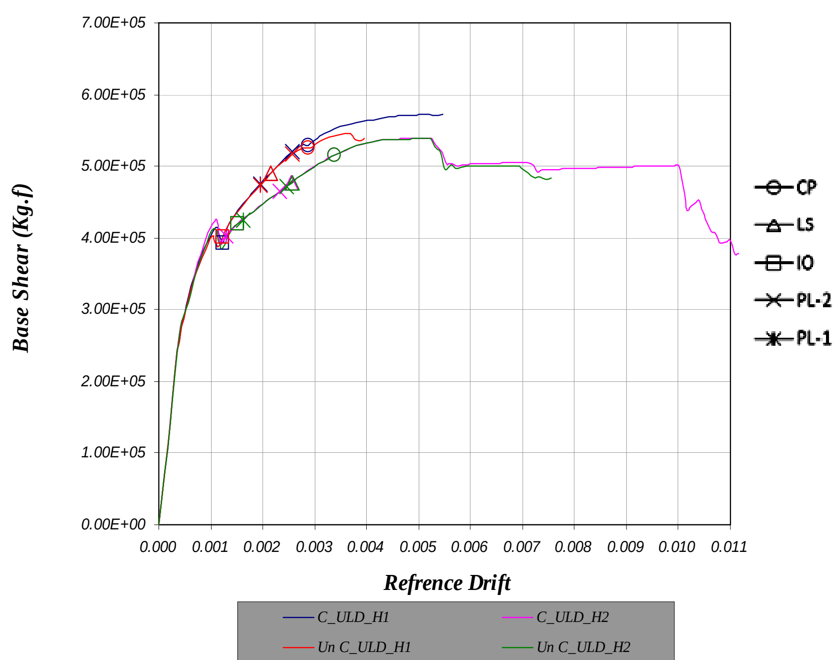
شکل ۸ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 6S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا



شکل ۹ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 6S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا



شکل ۱۰ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 9S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا

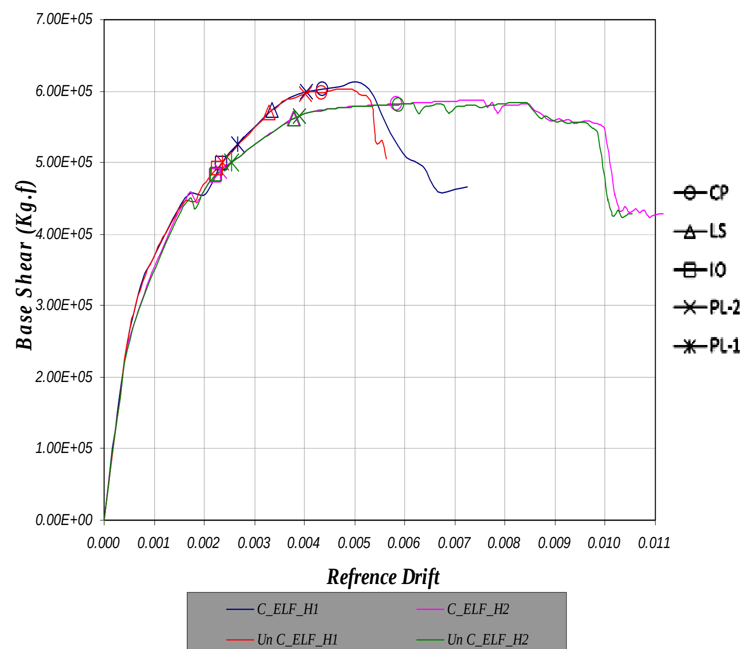


شکل ۱۱ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 9S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا

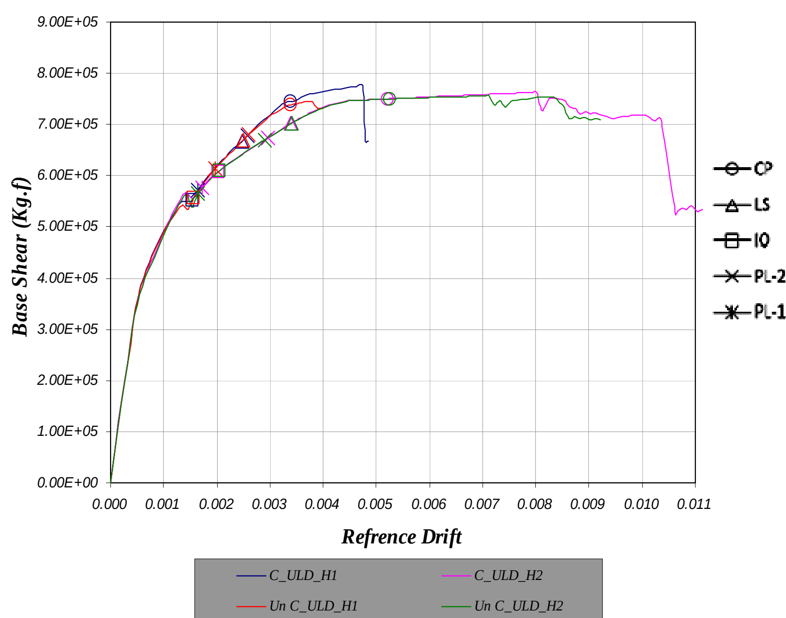
نکته‌ی دیگری که در دو شکل (۱۰) و (۱۱) و در تمامی الگوهای بارگذاری به چشم می‌خورد، مساوی بودن تغییرمکان نسبی نقطه‌ی مکانیزم در جهت H2 در دو گروه محصور شده و محصور نشده است. این موضوع بیانگر مساوی بودن نسبت‌های شکل‌پذیری این نمونه در دو گروه است. اما با وجود این امر در جهت H2 نمونه‌ی گروه محصور شده دارای یک منطقه‌ی زوال مقاومت بارز است که رفتاری مناسب را برای زمان شکست این نمونه رقم می‌زند. وجود این ناحیه باعث می‌شود تا سازه در زمان آسیب‌دیدگی و رسیدن به نقطه‌ی مکانیزم رفتاری مناسب و شکل‌پذیر از خود نشان بدهد. بزرگ‌تر شدن پوش نیرو- تغییرمکان، که به بزرگتر شدن مساحت زیر آن می‌انجامد، به معنی مستهلک شدن انرژی لرزه‌ای بیش‌تر است که رفتار لرزه‌ای نمونه‌های محصور شده را به‌تر و مناسب‌تر از نمونه‌های گروه محصور نشده خواهد کرد.

با نگاهی به تغییرمکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییرمکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) ملاحظه می‌شود .

که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) است و می‌توان گفت که عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را در این سطح خطر برآورده می‌سازد. سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) و در الگوی بارگذاری (ELF) پایین‌تر از سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) است، اما در دو الگوی دیگر نمونه‌ها شرایط سطح عملکرد (CP) را احراز می‌کنند. بنابراین در مجموع می‌توان گفت که این نمونه در سطح خطر (۱) شرایط سطح عملکرد پیش فرض استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده می‌سازد اما در سطح خطر (۲) شرایط عملکرد پیش فرض محقق نمی‌شود و در مجموع این نمونه نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را احراز کند و نیاز به به‌سازی لرزه‌ای در آن‌ها ضروری به نظر می‌رسد.



شکل ۱۲ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 12S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا



شکل ۱۳ منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 12S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا

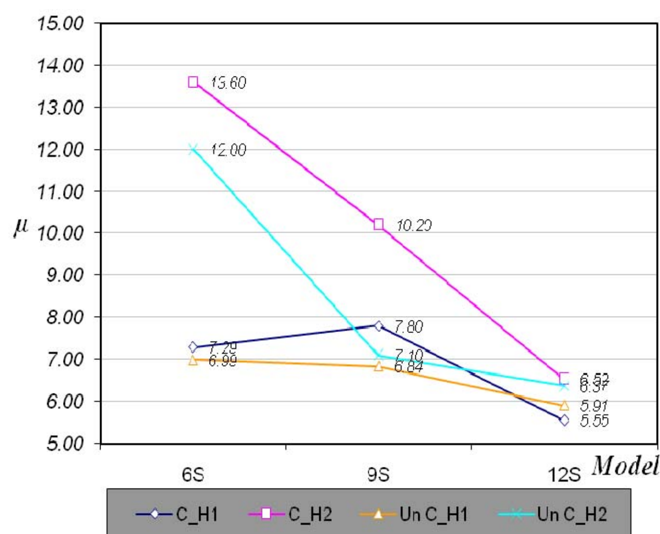
با توجه بـه اشـکال (۱۲) و (۱۳) کـه مربـوط بـه منحنی‌های نیرو- تغییرمکان مدل 12S اسـت مـی‌تـوان مشاهده نمود که بیشینه مقاومت ایـن مـدل در هـر دو جهت و در تمامی الگوهای بارگـذاری تقریبـاً یکسـان است. این مطلب در حالیست که در برخی از الگوهای بارگذاری این مقدار در نمونـه‌هـای مربـوط بـه گـروه محصورشده اندکی بزرگ‌تر است اما تأثیر آن بـه‌حـدی نیست که بتوان آن را پارامتری تعیین‌کننده و تأثیرگـذار دانست. با توجه به این موضوع می‌توان گفـت در ایـن نـوع از سـازه‌هـا بـا افـزایش ارتفـاع، اثـر پدیـده‌ی محصورشدگی بر بیشینه مقاومت نقطه‌ی مکانیزم کم‌تـر از سایر نمونه‌های بررسی شده با ارتفاعی کم‌تر است.

با توجه به منحنی‌های نیرو- تغییرمکـان نمونـه‌ی 12S می‌توان مشاهده کرد کـه فاصـله‌ی میان نقطـه‌ی مکانیزم در دو گروه نمونه‌ی 12S کم‌تر از سایر نمونه‌ها است و نشان می‌دهد که با افـزایش ارتفـاع تـأثیر ایـن عامل نیز کاهش می‌یابد. هرچند فاصله‌ی میان این نقاط در دو گروه هنوز هم به قوت خویش بـاقی اسـت امـا کاهش این فاصله در این مدل نشان می‌دهد که با زیـاد شدن ارتفاع در این سیستم‌ها تـأثیر محصورشـدگی بـر شکل‌پذیری مدل‌ها کم‌تر از قبل می‌شود. این مطلب در حالیست که با افزایش ارتفاع این مدل، رفتـار خمشـی آن بارزتر از مدل‌های پیش شده و هـر چنـد نمونـه‌هـا ارتفاعی بیش از آن‌چه در استانداردها توصیه شده دارند اما به‌دلیل این شکل‌پذیری بهتر رفتـاری قابـل قبـول از خود نشان می‌دهند.

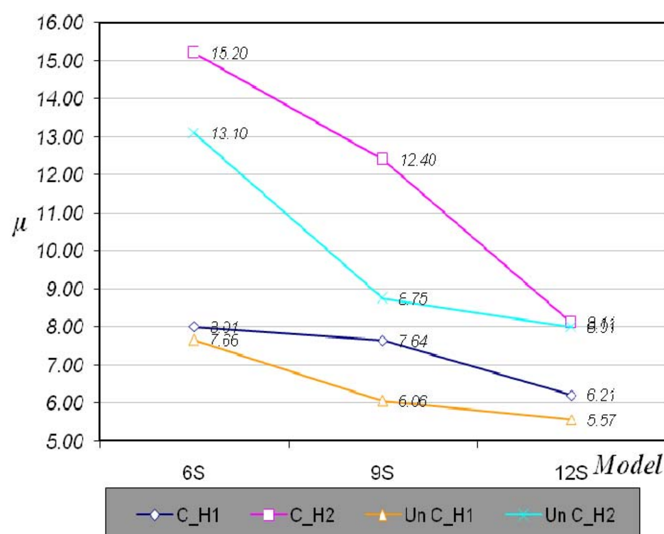
در این مدل نیز مثل دو مدل قبلـی مسـاحت زیـر نمودار نیرو- تغییرمکان در گروه نمونـه‌هـای محصـور شده بیش از گروه دیگر است. این موضوع بخصـوص در راستای H2 که از سختی بالاتری نسبت به راسـتای دیگر برخوردار است به‌وضـوح قابـل مشـاهده اسـت. وجود این امر باعث می‌شود انرژی بـیش‌تـری توسـط سـازه مسـتهلک شـود تـا بـدین‌وسـیله سـازه رفتـاری شکل‌پذیرتر از خـود نشـان بدهـد. در ایـن مـدل ایـن موضوع کم‌تر از دو نمونه‌ی قبلی به چشم می‌خـورد و می‌توان به این نتیجه رسید که با افـزایش ارتفـاع تـأثیر پـارامتر محصورشـدگی بـر شـکل‌پـذیری و اسـتهلاک انرژی کم‌تر از قبل خواهـد بـود. اشـکال (۱۲) و (۱۳) هم‌چنـین نشـان مـی‌دهنـد کـه عامـل محصورشـدگی هم‌چنان باعث به‌وجود آمـدن منطقـه‌ی افـت مقاومـت

بارزی در انتهای نمودارهای نیرو- تغییرمکان راستای H2 می‌شود که این پدیده به بروز شکستی شکل‌پذیر و غیر ترد در این گروه خواهد انجامید. این امر در حالیست که در راستای دیگر نمونه‌ها شکست از نوع ترد خواهد بود.

با نگاهی به تغییرمکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییرمکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) است و هم‌چنین سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) بالاتر از سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش (CP) است که می‌تواند عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را به‌طور کامل برآورده سازد.



شکل ۱۴ نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌ها در دو جهت برای الگوی بار جانبی ELF و بار ثقلی کران بالا



شکل ۱۵ نسبت‌های شکل‌پذیری نمونه‌ها در دو جهت برای الگوی بار جانبی ULD و بار ثقلی کران بالا

با نگاهی به اشکال (۱۴) و (۱۵) می‌توان بـه ایـن مطلب پی برد که بیشترین تأثیر پدیده‌ی محصورشدگی بـر نسـبت شـکل‌پـذیری کـه یکـی از کلیـدی‌تـرین پارامترهای تأثیرگذار بر رفتـار لـرزه‌ای سـازه اسـت در نمونه‌ی 9S رخ می‌دهد. در این اشکال می‌توان مشاهده کرد که تفاوت میان نسبت‌های شکل‌پذیری مربـوط بـه جهت H1 که از سختی بالاتری نسبت به جهـت دیگـر برخـوردار اسـت علـی‌الخصـوص در مـدل 9S از دو نمونه‌ی دیگر بالاتر است. با نگاهی دیگر به اشکال این بخش می‌توان مشاهده کرد که نسبت‌های شکل‌پـذیری مربوط به نمونه‌ها با افزایش ارتفاع شـروع بـه کـاهش می‌کند و کم‌ترین مقدار این نسبت مربوط بـه نمونـه‌ی 12S بـا ارتفـاعی بـیش از دو نمونـه‌ی دیگـر اسـت. هم‌چنین بیش‌ترین نسبت نیز در نمونه‌ی 6S با کم‌ترین ارتفاع قابل مشاهده است.

اشـکال ایـن بخـش هـم‌چنـین رونـد تغییـرات نسبت‌های شکل‌پذیری را نشان می‌دهند. با نگـاهی بـه این اشکال و روند تغییرات این نسبت آنچه به وضـوح پیداست تأثیر بیش از پیش پدیده‌ی محصورشـدگی بـر نسبت‌هـای شـکل‌پـذیری نمونـه‌ی 9S اسـت. در ایـن اشکال می‌توان دید که نسبت‌های مربوط بـه دو گـروه محصـور شـده و محصـور نشـده مـدل 6S در تمـامی الگوهای بارگذاری جـانبی دارای یـک تفـاوت آشـکار است. نسبت‌های مربوط به گروه محصور شـده در هـر دو جهت تفاوت آشکاری با همین نسبت‌هـا در گـروه محصور نشده دارند. از بررسی بیش‌تر نسبت‌های ایـن نمونه می‌توان به تأثیر بسیار مثبـت محصورشـدگی بـر نسـبت شـکل‌پـذیری نمونـه‌هـا پـی بـرد. بـا بررسـی نسبت‌های مربوط به مدل 9S نیز می‌تـوان دیـد کـه در این مدل تأثیر عامل محصورشدگی بیش از دو نمونه‌ی دیگر است. دلیل ایـن امـر را مـی‌تـوان در کـاهش اثـر ظرفیت مقاومتی و افزایش اثر ظرفیت شـکل‌پـذیری در بهبود رفتار لرزه‌ای این مدل دانست. با توجه به این امر می‌توان به تأثیر بیش از پیش محصـورشـدگی در ایـن نمونه پی برد.

با بررسی نسبت‌ها در نمونه‌ی 12S می‌توان به این موضـوع پـی بـرد کـه بـا بـالا رفـتن ارتفـاع در ایـن سیستم‌های سازه‌ای از تأثیر عامل محصورشدگی کاسته می‌شود. با بررسی شکل‌های موجود می‌تـوان دیـد کـه کم‌ترین تفاوت میان نسبت‌های دو گروه محصور شـده و نشده در نمونـه‌ی 12S قابـل مشـاهده اسـت. رونـد تغییرات به‌گونه‌ای است که با افـزایش ارتفـاع از تـأثیر عامل محصورشدگی به‌طور چشمگیری کاسته می‌شود. در نهایت می‌توان گفت عامل محصورشدگی بـر رفتـار لرزه‌ای این سیستم‌ها تأثیر مثبتی دارد که ایـن تـأثیر بـا افزایش ارتفاع به‌خصوص در راستایی کـه از سـختی و بار ثقلی کم‌تری برخوردار است، بـه‌طـور چشـمگیری کاهش می‌یابد.

پس از تفسیر نتایج مربوط به تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به تحلیل نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطـی پرداخته شده است. در جداول ارائه شده که مربوط بـه نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی هستند، نسـبت‌هـای نیاز به ظرفیت بـرای دو سـطح خطـر (۱) و (۲) ارائـه شده‌اند. نسبت‌های مربوط به سطح خطر (۱) بـا لحـاظ کردن معیارهای پذیرش سطح عملکـرد (LS) اسـت و نسبت‌های مربوط به سطح خطـر (۲) بـا لحـاظ کـردن معیارهای پذیرش سطح عملکرد (CP) می‌باشد. در این تحلیل‌ها نتایج موجود وابسته به جهت نیستند زیـرا در هر آنالیز از یک جفت شتاب‌نگاشت که در دو جهت به سازه اعمال مـی‌شـود اسـتفاده شـده اسـت. هـم‌چنـین نسبت‌های ارائه شده به آن دلیل که آنالیزها با استفاده از سه جفـت شـتاب‌نگاشـت انجـام مـی‌شـود، مـاکزیمم جواب‌های موجود در نظر گرفته شده‌اند. تحلیل‌هـا در دو بارگذاری ثقلی کـران بـالا و کـران پـایین صـورت گرفته است و شتاب‌نگاشـت‌هـا نیـز همانگونـه کـه در فصل قبل گفته شـد، بـرای دو سـطح خطـر (۱) و (۲) استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شـده‌انـد تـا سـطوح عملکـرد نمونه‌ها برای این دو سطح تعیین شود.

جدول ۲ DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 6S-U و 6S-C در سطوح خطر (II) و(I)

مدل		6S-C		6S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.526	0.463	1.224	0.877
	Performance.Level	IO~LS	>IO	LS~CP	IO~LS
سطح خطر (II)	DCR	0.283	0.311	0.275	0.35
	Performance.Level	IO~LS	IO~LS	IO~LS	IO~LS

جدول ۳ DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 9S-U و 9S-C در سطوح خطر (II) و(I)

مدل		9S-C		9S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.20	0.45	0.22	0.45
	Performance.Level	>IO	>IO	>IO	>IO
سطح خطر (II)	DCR	0.32	0.503	0.33	0.52
	Performance.Level	>IO	IO~LS	>IO	IO~LS

جدول ٤ DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 12S-U و 12S-C در سطوح خطر (II) و(I)

مدل		12S-C		12S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.168	0.262	0.204	0.327
	Performance.Level	>IO	>IO	>IO	>IO
سطح خطر (II)	DCR	0.321	0.618	0.352	0.63
	Performance.Level	>IO	IO~LS	IO~LS	IO~LS

با بررسی نتایج جداول (۲) تا (٤) به‌جز در نسبت‌های ارائه شده برای سطح خطر (۱) دو گروه نمونه‌ی 6S، در تمامی موارد نسبت‌های مربوط به بار ثقلی کران بالا نتایج بحرانی‌تری را برای تعیین سطح عملکرد نمونه‌ها نشان می‌دهد.

با توجه به مقادیر DCR (جداول ۲ تا ٤) می‌توان دید که مدل‌های 9S و 12S تحت هر دو الگوی بار ثقلی و در هر دو جهت، تحت زلزله‌ی طرح استاندارد ۲۸۰۰ یا همان سطح خطر(۱)، دارای سطح عملکردی بالاتر از (IO) هستند و همین نسبت‌ها نشان می‌دهند که این نمونه‌ها در سطح خطر (۲) دارای سطح عملکردی بیش از (LS) هستند، که در مجموع عملکرد پیش‌فرض استاندار ۲۸۰۰ را تأمین می‌کند. با نگاهی به نتایج موجود در جدول (۲) می‌توان مشاهده کرد که مدل مربوط به گروه محصور شده در هر دو سطح خطر (۱) و (۲) می‌تواند شرایط مربوط به عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را احراز کند. اما در رابطه با نمونه‌ی مربوط به گروه محصور نشده شرایط

به‌گونه‌ای دیگر است. در این نمونه نسبت مربوط به بار ثقلی کران پایین عدد ۱/۲۲٤ است که نشان‌دهنده‌ی ناکافی بودن ظرفیت این مدل برای دارا بودن سطح عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ در سطح خطر (۱) است. این نمونه در سطح خطر (۲) رفتاری مناسب دارد و عملکرد آن بین دو سطح عملکرد (IO) و (LS) می‌باشد.

عدم تعیین‌کننده بودن عامل محصورشدگی بر عملکرد نمونه‌های سازه‌ای بررسی شده از آن‌جا ناشی می‌شود که معیار پذیرش استفاده شده در این دو گروه یکسان فرض می‌شود بنابراین تنها تفاوت موجود در این دو گروه به تفاوت موجود در ساختار آن‌ها خلاصه می‌شود. وجود این تفاوت در ساختار دو گروه به ایجاد تفاوت‌هایی در نسبت‌های شکل‌پذیری، بیشینه مقاومت متحمل و یا توانایی اتلاف انرژی لرزه‌ای بیش‌تر می‌انجامد که هیچ یک از آن‌ها در نتایج ارائه شده در جداول (۲) تا (٤) بررسی نشده‌اند. اما همان‌طور که در بخش‌های قبلی نیز بررسی شد این پارامترها در نمونه‌های گروه محصور شده به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابند به‌طوری که می‌توان محصورشدگی را عاملی تعیین کننده در بهبود رفتار لرزه‌ای این سیستم‌های سازه‌ای دانست. در مجموع از بررسی نتایج حاصل از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی می‌توان به این نتیجه رسید که این نمونه‌ها در گروه محصور شده از نسبت‌های نیاز به ظرفیت کم‌تری در مقایسه با گروه محصور نشده برخوردارند اما این تفاوت به اندازه‌ای نیست که بتوان پدیده‌ی محصورشدگی را عاملی تعیین کننده در عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها دانست.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق اثر محصورشدگی بتن بر عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی پیش‌قالب‌بندی شده بررسی شدند. به این منظور چند مدل ساختمانی با ارتفاع‌های مختلف و آرایش یکسان دیوارها، با و بدون در نظر گرفتن اثر محصورشدگی (اثر اجرای المان‌های مرزی)، مورد مطالعه قرار گرفته است. رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ای این سیستم توسط اجزای محدود پوسته‌ای چند لایه دارای مقاطع الیافی مدل شدند. در مدل اجزای محدود این مقاطع از دو نوع الیاف بتنی محصور شده و نشده و الیاف فولادی کمانش‌پذیر و کمانش‌ناپذیر برای مطالعه‌ی اثر محصورشدگی استفاده گردید. پس از مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی، عملکرد هر یک از نمونه‌ها در دو سطح خطر تعیین شدند. نتایج بررسی‌های انجام شده به اختصار در ذیل آمده است:

۱- نمونه‌های 6S و 12S در هر دو گروه محصور شده و محصور نشده با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در سطوح خطر (۱) و (۲) عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را دارا هستند اما مدل 9S در سطح خطر (۱) و در هر دو گروه دارای عملکرد پیش‌فرض این استاندارد است و در سطح خطر (۲) نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض این استاندارد را دارا باشد.

۲- نمونه‌های 9S و 12S در هر دو گروه محصور شده و محصور نشده با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سطوح خطر (۱) و (۲) عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را دارا هستند. مدل 6S در گروه محصور شده در هر دو سطح خطر، عملکردهای پیش‌فرض این استاندارد را دارا است ولی تنها در گروه محصور نشده و در سطح خطر (۲) دارای شرایط عملکرد پیش‌فرض می‌باشد. این نمونه در سطح خطر (۲) نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض این استاندارد را احراز کند.

۳- محصورشدگی چه در آنالیزهای دینامیکی و چه در آنالیزهای استاتیکی غیرخطی نمی‌تواند به‌صورت پارامتری تعیین‌کننده و مؤثر بر سطح عملکرد سیستم‌های سازه‌ای پانلی باشد و وجود یا

عدم وجود آن نمی‌تواند عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها را به‌طور چشمگیری ارتقا دهد. اما ذکر این نکته الزامی است که محصورشدگی می‌تواند اندکی عملکرد سازه‌ها را بهبود بخشد.

٤- محصورشدگی می‌تواند به‌طور چشمگیری بر رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها تأثیر بگذارد و رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها را تا حد چشمگیری ارتقا دهد.

۵- محصورشدگی، بیشینه مقاومت محتمل را در سازه افزایش می‌دهد و سازه در مقاومتی بیش‌تر از آن‌چه در حالت محصور نشده دچار مکانیزم می‌شود به این نقطه می‌رسد. هم‌چنین این عامل می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر نسبت شکل‌پذیری داشته‌باشد و آن‌را افزایش دهد.

٦- عامل محصورشدگی با افزایش ارتفاع، اثر تعیین‌کننده‌ی خود را از دست می‌دهد و کم‌اثرتر می‌شود. با زیاد شدن ارتفاع نمونه‌ها پارامترهایی چون نسبت شکل‌پذیری و بیشینه مقاومت محتمل در دو گروه محصور شده و محصور نشده دارای اختلافی اندک می‌شوند.

مراجع

1. Hassani, B. and Jafari, A., "An Investigation on the Seismic Performance of Reinforced Concrete Panel Structures", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing),* Vol. 13, NO. 2, PP. 181-193, (2012).

۲. جعفری، ا.، "بررسی لرزه‌ای سازه‌های پانلی"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، (۱۳۸۷).

۳. حسنی، ب. و جعفری، ا.، "بررسی تأثیر اجرای اجزای مرزی در بهبود عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های پانلی پیش‌قالب‌بندی شده"، طرح پژوهشی نوع ۲ (کاربردی)، شماره ۱۵۰۱۷، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، (۱۳۸۹).

4. Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., "Analytical model for concrete confinement in tied columns", *ASCE Journal of Structural Division,* 108(ST12), PP. 2703-2722., (1982).

5. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering,* 114(8), PP. 1804-1826., (1988).

6. Saatcioglu, M., Razvi, S., "Confinement model for high strength concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering,* 125(3), PP. 281-289., (1999).

۷. حسنی، ب. و جعفری، ا.، "بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های پانلی بتن مسلح"، فصل‌نامه‌ی علمی- پژوهشی فناوری آموزش، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجائی، سال سوم، جلد ۳، شماره ۲، ۹۹- ۱۰۸. ، (۱۳۸۷).

۸. تهرانی‌زاده، م. و عزیززاده، ش.، "تعیین سطح عملکردی سازه دال و دیوار بتنی طراحی شده براساس استاندارد ۲۸۰۰"، چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، ایران، (۱۳۸۸).

۹. میرقادری، س. ر.، سروقدمقدم، ع. و یوسف‌پور، ح.، "ارزیابی رفتار لرزه‌ای غیرخطی و مؤلفه‌های ضریب رفتار ساختمان‌های بتن مسلح ساخته شده با کاربرد قالب‌های تونلی"، چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، ایران، (۱۳۸۸).

10. American Concrete Institute, ACI 318-05, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI 318R-05", Farming Hills, MI, USA, (2005).

۱۱. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌ی ایران (استاندارد ۸٤–۲۸۰۰ ایران)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض–۲۵۳، (۱۳۸٤).

12. American Society of Civil Engineers, ASCE41-06, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE, Reston, Virginia, (2007).

13. Computers & Structures Inc., "PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE", University Ave. Berkeley, USA, (2006).

14. Kappos, A., "Analytical prediction of collapse earthquake for RC buildings: suggested methodology", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* Vol. 20, PP. 167-176, (1991).

15. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., "Observed stress–strain behavior of confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering,* 114(8), PP. 1827-1849, (1988).

16. Dodd, LL. and Restrepo-Posada, JI, "Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel", *J Struct Eng,* ASCE, 121, PP. 33–45, (1995).

17. Monti, G. and Nuti, C., "Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling", *J Struct Eng,* ASCE, 118, PP. 68–84, (1992).

18. Federal Emergency Management Agency, FEMA 440, "Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures", Building Seismic Safety Council, Washington D.C., (2005).

19. Ghodrati Amiri, G., and Razavian Amrei, A., "Seismic Hazard of Tehran based on seismic rehabilitation code for existing building in Iran", *First European Conf on earthquake engineering and seismology,* Switzerland, (2006).

20. http://peer.berkeley.edu/smcat/